

ЛІТЕРАТУРА



НАВЧАЛЬНО-МЕТОДИЧНА

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Тернопільський національний технічний університет
імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд та технологій
Кафедра будівельних конструкцій

МЕТОДИЧНИЙ ПОСІБНИК
до виконання курсової роботи з дисципліни
«Залізобетонні та кам'яні конструкції»

для студентів спеціальності
192 «Будівництво та цивільна інженерія»
денної і заочної форми навчання

Тернопіль
2017

УДК 693
ББК 38.53
М54

Розробник:

О.П. Конончук, канд. техн. наук, доцент.

Рецензент:

Ю.І. Пиндус, канд. техн. наук, доцент.

Розглянуто й затверджено на засіданні кафедри будівельних
конструкцій Тернопільського національного технічного
університету імені Івана Пулюя.

Протокол № 8 від 23 лютого 2017 р.

Розглянуто й затверджено на засіданні методичної комісії факультету
інженерії машин, споруд та технологій Тернопільського
національного технічного університету імені Івана Пулюя.

Протокол № 6 від 3 березня 2017 р.

М54 Методичний посібник до виконання курсової роботи з
дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для
студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна
інженерія» денної і заочної форми навчання. / Розробник:
О.П. Конончук – Тернопіль: Тернопільський національний
технічний університет імені Івана Пулюя, 2017. – 32 с.

Складено з урахуванням матеріалів літературних джерел,
наведених у переліку.

УДК 693
ББК 38.53

© Конончук О.П.,2017
© Тернопільський національний технічний
університет імені Івана Пулюя,2017

Зміст

Вступ	4
1. Вихідні дані для проектування	5
2. Обсяг і зміст курсової роботи	6
3. Визначення основних конструктивних елементів та вимог до них	7
4. Вказівки до розрахунку і конструювання окремих елементів	8
5. Зміст креслень	10
6. Розрахунок та конструювання монолітного ребристого перекриття з плитами балочного типу	11
6.1 Вибір схеми розташування головних та другорядних балок	11
6.2 Розрахунок та конструювання монолітної плити	12
6.2.1 Статичний розрахунок плити	12
6.2.2 Матеріали для проектування	13
6.2.3 Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента	13
6.2.4 Армування плити	15
6.3 Розрахунок та конструювання другорядної балки	16
6.3.1 Статичний розрахунок балки	16
6.3.2 Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента	18
6.3.3 Розрахунок міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі балки	20
6.3.4 Побудова епюри матеріалів	21
6.3.5 Розрахунок другорядної балки за другою групою граничних станів	22
6.4 Розрахунок та конструювання колони	26
6.4.1 Навантаження на колону	26
6.4.2 Розрахунок міцності перерізу колони	27
6.5 Розрахунок центрально навантаженого фундаменту під колону	29
6.5.1 Визначення розмірів підшви фундаменту	29
6.5.2 Визначення висоти фундаменту	29
6.5.3 Розрахунок арматури підшви фундаменту	30
Рекомендовані джерела	32

ВСТУП

Навчальним планом та робочою навчальною програмою підготовки студентів за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» при вивченні дисципліни "Залізобетонні та кам'яні конструкції" передбачено виконання курсової роботи.

Мета виконання курсової роботи: закріплення знань теоретичного матеріалу; навчитись практично використовувати методики розрахунку та конструювання конструкцій промислових і цивільних будівель, набути вміння аналізувати існуючі конструктивні рішення та пропонувати більш ефективні; добре навчитись користуватись нормативною та технічною літературою.

В даному методичному посібнику наведені рекомендації до виконання курсової роботи на тему: "Міжповерхове залізобетонне ребристе перекриття", в якому необхідно запроектувати міжповерхове перекриття промислової чи цивільної будівлі з монолітного залізобетону. Зокрема, необхідно розрахувати, законструювати плиту, другорядну балку, середню колону першого поверху та фундамент під неї. Перекриття проектується над першим поверхом.

В методичному посібнику наведені посилання на літературні джерела, порядковий номер яких вказаний в квадратних дужках, а список цих джерел наведений з кінці посібника.

Вихідні дані для виконання проекту студенти приймають відповідно до наведених таблиць залежно від значень трьох останніх цифр шифру залікової книжки. Приймати інші вихідні дані не дозволяється.

В темі курсової роботи вказується назва будівлі за призначенням. Наприклад: "Міжповерхове залізобетонне монолітне перекриття інженерно-лабораторного корпусу".

Перед виконанням проекту студенти повинні вивчити і засвоїти теоретичний матеріал по темі "Плоскі залізобетонні перекриття" [1, 2, 4, 8].

1. Вихідні дані для проектування

Таблиця 1. Навантаження та матеріали для проектування

Вихідні дані	Номер варіанту									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
За останньою цифрою										
Район будівництва	Київ	Харків	Львів	Херсон	Одеса	Суми	Рівне	Чернівці	Полтава	Тернопіль
Характеристичне навантаження, кПа	3,0	3,5	4,0	5,0	5,5	9,0	7,5	6,5	7,0	8,0
Конструкція підлоги	ц	лін	пл	ас	б	ас	ц	лін	пл	б
Клас бетону	B 20	B 25	B 30	B 35	B 20	B 25	B 30	B 35	B 20	B 25
Розрахунковий опір ґрунту f_0 , МПа	0,18	0,22	0,2	0,28	0,3	0,15	0,21	0,24	0,27	0,33
За передостанньою цифрою										
Глибина закладення фундаменту H , м	1,5	1,7	2	2,5	2,8	1,6	1,9	2	2,5	2,8
Примітки. 1. Конструкція підлоги: ц – цементна, лін – з лінолеуму, пл. – плиточка, ас – з асфальту, б – бетонна. 2. Матеріал стін: цегла за ДСТУ Б В.2.7-61:2008. Товщину цегляних стін приймати в залежності від поверховості будівлі 3 пов. – 380 мм; 4, 5 пов. – 510 мм; 6 пов. – 640 мм. 3. Клас арматурної сталі приймати за останньою цифрою: для парних – А 400С, для непарних – А 500С.										

Таблиця 2. Розміри будівлі в плані $A \times B$, м

Остання цифра	Передостання цифра шифру									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	21x41	27x87	27x55	23x55	32x81	31x64	26x51	24x41	30x64	22x41
1	23x48	20x47	23x48	24x73	26x64	24x48	27x37	23x48	24x48	18x41
2	26x42	21x49	24x41	22x55	19x72	22x67	29x73	26x50	24x67	23x56
3	35x85	37x67	26x50	26x60	24x63	29x42	19x71	35x66	29x42	17x43
4	28x58	23x80	35x66	25x40	22x86	23x68	25x39	27x87	24x68	22x51
5	23x76	25x55	27x87	18x46	27x48	34x55	37x68	20x47	23x56	17x48
6	30x62	23x48	21x47	21x42	23x50	26x59	24x53	21x49	19x50	19x71
7	24x44	24x41	22x49	22x43	20x37	28x61	21x52	37x67	21x60	21x52
8	26x58	26x50	37x67	20x41	28x67	30x47	28x61	25x55	30x47	24x56
9	27x63	35x66	23x50	17x58	30x71	27x49	31x60	23x80	28x49	20x68

Таблиця 3. Кількість та висота поверхів будівлі

Передостання цифра шифру	Кількість поверхів, n					Висота поверхів, H , м				
	Передостання цифра шифру					Остання цифра шифру				
	0;1	2;3	4;5	6;7	8;9	0;1	2;3	4;5	6;7	8;9
0;1	4	3	5	6	3	3,3	3,9	3,1	3,5	3,6 _
2;3	5	4	4	5	6	3,6	3,3	3,6	4,2	3,9
4;5	6	6	3	4	5	3,9	3,6	4,2	3,8	4,2
6;7	4	3	6	4	6	3,0	3,6	3,9	3,4	3,8
8;9	5	4	3	5	4	3,6	3,3	4,0	3,9	3,5

Примітка. Висота підвалу становить 0,7 Н.

2. Обсяг і зміст курсової роботи

Курсова робота складається з пояснювальної записки та креслень. В пояснювальній записці наводяться вихідні дані до виконання проекту згідно шифру залікової книжки, висвітлюються питання компоновки перекриття, вибору варіанту, розрахунків та конструювання окремих елементів.

Орієнтовний зміст пояснювальної записки може бути таким:

1. Вихідні дані.
2. Вибір варіанту розташування головних і другорядних балок.
3. Визначення розмірів елементів перекриття.
4. Розрахунок і конструювання монолітної плити перекриття.
5. Розрахунок і конструювання другорядних балок (включаючи побудову епюри матеріалів).
6. Перевірка другорядної балки за деформаціями та по ширині розкриття тріщин.
7. Розрахунок і конструювання колони.
8. Розрахунок і конструювання фундаменту під колону.
9. Заходи захисту конструкцій від корозії.

Пояснювальна записка може бути складена і в іншій послідовності, але повинна обіймати всі перелічені вище питання. Записка виконується з однієї сторони стандартного аркушу А4 і повинна вміщати не більше 35 сторінок. Розрахунки повинні супроводжуватись короткими конкретними поясненнями та необхідними рисунками. В пояснювальній записці не слід наводити теоретичні положення, які конкретно не відносяться до проекту.

Креслення виконуються на 2 – 3-х аркушах формату А2. Рекомендована структура креслень і вимоги до них наведені нижче.

3. Визначення основних конструктивних елементів та вимог до них

Розробляючи ці питання, необхідно скористатися знаннями, які отримані внаслідок вивчення дисциплін "Архітектура будівель і споруд", "Будівельні матеріали", "Механіка ґрунтів, основи і фундаменти".

У вихідних даних розміри будівлі АхВ наведені в межах крайніх осей, які знаходяться на відстані 20 см від внутрішньої поверхні стіни.

Будівля проектується з жорсткою конструктивною схемою [7, 8, 10]. Матеріал стін студенти призначають самостійно, але це повинні бути цегла або бетонні камені. Товщину стін призначають з урахуванням енергозбереження залежно від району будівництва (можна за довідковими даними, на що необхідне посилання).

Під однією з половин будівлі передбачається підвал, стіни якого проектуються із бетонних блоків. Розміри стінових і фундаментних блоків вибираються самостійно.

Будівля проектується без горища і технічного поверху. Конструкцію покриття приймають такою ж, як і перекриття (з метою зменшення обсягу розрахунків), а конструкцію покрівлі (гідро- і пароізоляція, утеплювач тощо) студенти визначають самостійно згідно з [16]. Товщину утеплювача визначають за довідковими даними. Також самостійно вибирається конструкція підлоги залежно від призначення будівлі [15].

Внутрішнє планування будівлі не розробляється.

Враховуючи ступінь агресивної дії навколишнього середовища на залізобетонні конструкції, згідно з вимогами [12, 13] та економічними міркуваннями вибираються класи бетону і арматури. При цьому необхідно також враховувати рекомендації, які наведені в навчальній та довідковій літературі [1, 2, 3, 4, 5, 6, 9]. Для бетону встановлюються марки за водонепроникністю. З метою захисту арматури від корозії визначаються товщина захисного шару бетону та граничні значення тривалого та нетривалого розкриття тріщин [12, 13].

Всі прийняті рішення з перелічених вище питань обґрунтовано висвітлюються в пояснювальній записці.

Вибір схеми розташування головних і другорядних балок, а також ригелів виконують шляхом порівняння техніко-економічних показників декількох варіантів залежно від призначення будівлі, конструктивних розмірів, експлуатаційних вимог тощо. За інших рівних умов перевагу віддають варіанту з більш кращими показниками. Як правило за основний показник приймають приведену товщину перекриття цілому. В навчальних цілях в проєкті необхідно розглянути щонайменше два варіанти компоновки перекриття.

Сітку розташування колон призначають відповідно оптимальним прольотам головних і другорядних балок, збірних плит та ригелів [1, 2, 4, 5,

6, 9]. В першому варіанті головні балки або ригелі можна розташувати уздовж короткої сторони, з другому – уздовж довгої. В монолітному залізобетоні балки розташовують таким чином, щоб плити працювали в короткому. Після вибору сітки колон, які розташовують в місцях перетину осей, визначають розміри головних і другорядних балок, монолітної плити або ригелів і типи збірних плит [1, 2, 4, 5, 6, 9, 18, 19].

Збірні залізобетонні плити вибирають за поперечним перерізом типовими, а за довжиною – залежно від відстані між ригелями. Якщо вздовж будівлі не вміщається ціле число плит, влаштовують ділянки із монолітного залізобетону. Для промислових будівель плити приймають ребристими, для цивільних – багатопустотними.

Поперечний переріз ригелів для промислових будівель вибирають прямокутним або тавровим з полицею внизу, для цивільних – тавровим з полицею внизу. З'єднання ригеля з колонами проектується безконсольним або на консолях (вибирається самостійно).

Визначивши конструктивні розміри перекриття, можна обчислити об'єм бетону, який необхідно витратити на зведення перекриття в першому і другому варіантах, та можна обчислити приведену товщину перекриття, яка являє собою загальний об'єм бетону, віднесений до 1 м^2 площі будівлі в плані. Варіант, в якому витрати бетону менші приймається до розробки.

Приведену товщину бетону монолітних перекриттів можна обчислювати за емпіричними формулами, які наведені в [5, 18, 19].

Колони приймають квадратного перерізу довжиною на один поверх (її проектують в межах першого поверху, де відсутній підвал). Стик колон влаштовують на $1...1,2 \text{ м}$ вище підлоги другого поверху.

Приклади компоновки залізобетонних перекриттів наведено в наступних джерелах [1, 2, 4, 5, 6, 7, 9, 18, 19].

4. Вказівки до розрахунку і конструювання окремих елементів

Розрахунок окремих елементів рекомендується виконувати в такій послідовності:

Монолітна балочна плита – визначення навантаження на плиту; складання розрахункової схеми; обчислення зусиль, які виникають в плиті від дії зовнішнього навантаження; визначення арматури в прольотах і на опорах (розрахунок міцності нормальних перерізів).

Другорядна балка (в монолітному залізобетоні) – визначення навантажень; складання розрахункової схеми; обчислення зусиль від дії зовнішнього навантаження та побудова обгинаючої епюри згинальних моментів та поперечних сил; розрахунок міцності нормальних перерізів балки (підбір арматури в прольотах і на опорах); розрахунок міцності похилих перерізів (підбір поперечних і похилих стержнів), визначення прогину балки (в

середньому прольоті); визначення ширини розкриття тріщин; побудова епюри матеріалів.

Колона – визначення навантаження на колону; визначення площі поздовжньої арматури; призначення поперечних стержнів або хомутів.

Фундамент – визначення навантаження; підбір площі підшви фундаменту; визначення висоти фундаменту та його уступів; визначення площі перерізу арматури.

Монолітну плиту розраховують як нерозрізну багатопролітну конструкцію. Навантаження складає власна вага плити, підлоги та тимчасове корисне навантаження. При визначенні розрахункових навантажень необхідно враховувати коефіцієнти надійності за навантаженням згідно з [14]. Всі характеристики бетону і арматури визначають за [12]. Тут і далі всі розрахункові формули повинні відповідати [12], які також наведені в навчальній [1, 2, 3, 4] та довідковій літературі [5, 10]. Докладно розрахунки і конструювання монолітних плит балочного типу наведені в літературі [1, 2, 3, 4, 5, 6, 9, 10, 18, 19]. В навчальних цілях монолітну плиту в цивільних будинках армують окремими стержнями, а в промислових – зварними сітками.

Другорядну балку в статичному відношенні розглядають як нерозрізну багатопролітну конструкцію, проміжними опорами для якої є головні балки, а крайніми – стіни. Залежно від схеми розташування тимчасового навантаження в одному і тому ж перерізі другорядної балки можуть виникати позитивні і від’ємні згинаючі моменти. Для визначення цих моментів будують обгинаючу епюру моментів, при цьому найчастіше використовують табличні коефіцієнти [1, 2, 4, 5, 10, 21].

Внаслідок монолітного з’єднання другорядної балки з плитою її переріз в прольоті розглядають як тавровий, в якого полиця знаходиться в стиснутій зоні, а на опорі – як прямокутний, так як полиця розташовується в розтягнутій зоні. Розрахунок другорядної балки виконують за міцністю нормальних і похилих найбільш характерних перерізів, а також перевіряють прогини балки та ширину розкриття тріщин. Армвання балки здійснюють окремими стержнями в цивільних будинках та зварними каркасами і сітками в промислових будівлях. Для другорядної балки необхідно побудувати епюру матеріалів, тобто епюру несучої спроможності нормальних перерізів вздовж балки. Докладно розрахунок і конструювання другорядних балок наведено в [1, 2, 4, 5, 6, 9, 10, 18, 19]

Колону із монолітного залізобетону проектують в межах першого поверху, де відсутній підвал. Розрахунок колони виконують як стиснутого елемента з випадковими ексцентриситетами. Навантаження на колону складають: власна вага колон в межах повної висоти будівлі; власна вага перекриттів над першим і наступними поверхами; власна вага покриття; тимчасове корисне навантаження на поверххах; навантаження від снігу на

покриття. Конструкцію покриття приймають такою ж, як перекриття, а конструкція покрівлі визначається самостійно згідно з [16]. Навантаження від снігу приймають згідно з [14] залежно від району будівництва. Розрахунком визначають поздовжню арматуру, а поперечну призначають конструктивно згідно з [12]. Армвання колон здійснюють в монолітному варіанті окремими стержнями, а в збірному - зварними каркасами і сітками. Розрахунок і конструювання колон наведені в [1, 2, 4, 5, 6, 7, 10].

Фундамент під колону проектується стаканного типу із монолітного залізобетону. Розрахунком визначають розміри фундаменту (розміри підшви, висоту, висоту уступів) та його армування. Розрахунок та конструювання окремих фундаментів під колони викладено в [1, 2, 4, 5, 6, 10].

Стіни будівель з жорсткою конструктивною схемою розраховують як позацентрово стиснуті елементи, навантаженням на які є: вага вище розташованих перекриттів; стін; корисне навантаження на перекриття; власна вага покриття; навантаження від снігу та горизонтальне навантаження від вітру, яке визначається згідно з [14].

В кінці пояснювальної записки в разі необхідності висвітлюються заходи щодо захисту конструкцій від корозії згідно з [13], а також питання екології тощо.

Пояснювальна записка в кінці підписується студентом (автором).

5. Зміст креслень

Креслення виконуються на 2 – 3 аркушах розміром 420x600 мм (формат A2). Розміщення матеріалу на аркушах студент визначає самостійно.

В проєкті перекриття із монолітного залізобетону на аркушах повинно бути відображено: план перекриття (координатні осі будівлі, розташування балок і колон, відстані між осями, відмітки найбільш характерних рівнів, марки конструкцій), розрахункові схеми конструкцій, робочі креслення конструкцій плити, другорядної балки, колони, фундаменту (види, розрізи, схеми армування, виноски арматури, епюра матеріалів для другорядної балки, специфікацію, відомість деталей другорядної балки, відомість витрат сталі на один елемент).

Рекомендується використовувати наступні масштаби: для планів перекриття і розрізів будівлі – 1:200; для виглядів і перерізів елементів – 1:20; 1:50 або 1:100.

Креслення повинні виконуватись з безумовним дотриманням вимог ГОСТ 21.503-80 [20].

Всі креслення підписуються виконавцем.

6. Розрахунок та конструювання монолітного ребристого перекриття з плитами балочного типу

6.1. Вибір схеми розташування головних та другорядних балок

При відсутності особливих вимог до сітки колон, розміщення головних та другорядних балок, схему перекриття приймають на основі техніко-економічного порівняння декількох варіантів. Про економічність варіанту можна судити по зведеній товщині перекриття яке складається зі зведеної товщини плити, балок та колони.

Рекомендовані прольоти головних балок $l_{mb} = 6...8$ м, другорядних балок $l_{sb} = 5...7$ м, крок другорядних балок (прольоти плити) $l_s = 1,7...2,7$ м. При призначенні прольотів елементів балочного перекриття необхідно, щоб виконувалася умова $l_{sb} / l_s > 2$, в іншому випадку плити розраховуються як оперті по контуру. Крайні прольоти другорядних балок та плит можна зменшувати до 20% від відповідних середніх.

Зведену товщину окремих елементів перекриття можна обчислити за емпіричними формулами:

зведена товщина головної балки в см

$$h_{mb, red} = 0,014 \mathcal{G}_n l_{mb}^2 (n_{sb} - 1) / n_{sb}; \quad (1)$$

зведена товщина другорядної балки в см

$$h_{sb, red} = 0,012(1,5 l_s + \mathcal{G}_n) l_{sb}^2 (n_s - 1) / n_s; \quad (2)$$

зведена товщина колони в см

$$h_{c, red} = 0,03 \mathcal{G}_n H \cdot n_f (n_{mb} - 1) (n_{sb} - 1) / (n_{mb} \cdot n_{sb}), \quad (3)$$

де \mathcal{G}_n – тимчасове корисне навантаження в кПа;

n_{mb} , n_{sb} , n_s – відповідно кількість прольотів головної, другорядної балок та плити;

H – висота поверху в м;

n_f – кількість поверхів, які передають навантаження на колону.

Товщину плити приймають

$$h_{s, red} = l_s \sqrt{l_s + V_n}, \quad (4)$$

але не менше h_{smin} , яка приймається 5 см для цивільних будівель та 6 см для промислових.

Загальна товщина перекриття

$$h_{red} = h_{mb, red} + h_{sb, red} + h_{c, red} + h_s. \quad (5)$$

До розробки приймають більш економічний варіант перекриття, а саме з меншим значенням h_{red} .

Після вибору варіанту призначають розміри поперечних перерізів елементів перекриття. Висоту головних балок назначають в межах $h_{mb} = (1/8...1/15)l_{mb}$, другорядних балок. Висоту другорядної балки приймають – $h_{sb} = (1/15...1/20)l_{sb}$, і приймають кратною 5 см при $h \leq 60$ см та кратною 10 см

при $h > 60$ см. Ширину балок призначають $b = (0,35 \dots 0,5) h$ і приймають кратною 5 см.

6.2. Розрахунок та конструювання монолітної плити

6.2.1. Статичний розрахунок плити

Балочні монолітні плити розраховують як багатопролітні нерозрізні балки, завантажені рівномірно розподіленим навантаженням, крайніми опорами яких служать стіни (або обв'язочні балки) проміжними опорами – другорядні балки. Для розрахунку зручно прийняти полосу плити шириною 1 м.

На перекриття діють постійні та тимчасові (корисні) навантаження. Характеристичне значення постійного навантаження обчислюють для кожного шару за формулою

$$g_{ni} = t_i \rho_i (10) \text{ (кПа)}, \quad (6)$$

де t_i – товщина i -го шару в м,
 ρ_i – густина i -го шару в т/м³.

Характеристичне значення корисного навантаження q_n приймають згідно завдання. Розрахункові значення навантажень обчислюють множенням характеристичних значень на відповідні коефіцієнти надійності за навантаженням γ_f та коефіцієнт надійності за призначенням будівлі γ_n , який приймається згідно додатку [14].

$$g = \sum g_{ni} \cdot \gamma_{fi} \gamma_n; \quad (7)$$

$$q = q_n \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n. \quad (8)$$

Підрахунок навантажень зручно вести в табличній формі.

Повне розрахункове навантаження на 1 м² перекриття становить

$$q = g + q. \quad (9)$$

Погонне розрахункове навантаження на плиту шириною $b = 1$ м, рівне

$$q_s = q \cdot b, \text{ кН/м}. \quad (10)$$

Розрахункові прольоти плити становлять: середні – віддаль між гранями другорядних балок; крайні – віддаль від центру площадки опирання плити на стіну до грані другорядної балки (рис.1).

$$l_o = l_s - b_{sb}; \quad l_{oI} = l_{sI} - 0,5b_{sb} - a + 0,5c. \quad (11)$$

Значення максимальних згинаючих моментів в першому прольоті та першій проміжній опорі відповідно:

$$M_{o-I} = q_s l_{oI}^2 / 11; \quad M_I = q_s l_{max}^2 / 11. \quad (12)$$

в середніх прольотах та на опорах

$$M_2 = \frac{q_s l_o^2}{16}. \quad (13)$$

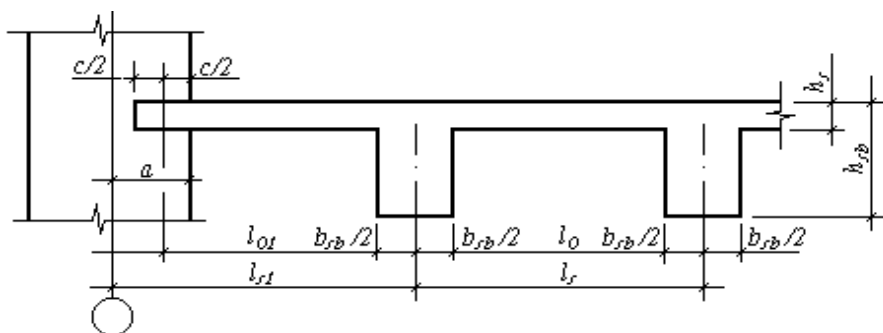


Рис. 1. До визначення розрахункових прольотів плити

Розрахункова схема плити та епюра згинаючих моментів наведена на рис. 2.

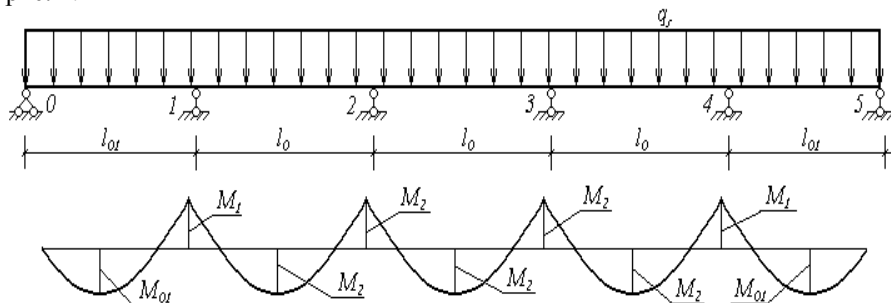


Рис. 2. Розрахункова схема плити та епюра згинаючих моментів

6.2.2. Матеріали для проектування

Для монолітних залізобетонних перекриттів рекомендуються важкі бетони класів С12/15...С25/30, поздовжня робоча арматура плит з сталі класів Вр-I, А 240 С, А 400С, балок А 400С, А 500С, розподільча арматура плит, поперечна для балок з сталі класів Вр-I, А 240 С.

Розрахунковий опір бетону осьовому стиску та розтягу обчислюють з урахуванням коефіцієнту умов роботи $\gamma_{b2} = 0,9$.

6.2.3. Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елементу

Розрахунок полягає в визначенні площі робочої арматури плити. Елемент розраховують як прямокутний, з одиничною арматурою шириною $b = 100$ см і висотою $h = h_s$ (рис. 3).

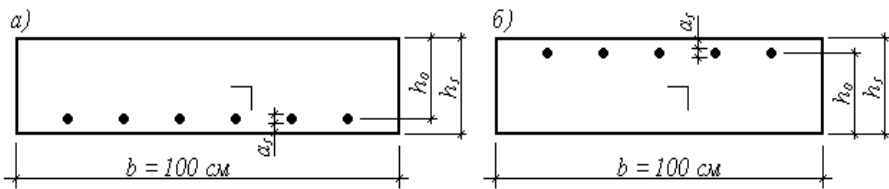


Рис. 3. Розрахункові перерізи плити: а) в прольоті; б) на опорі

Арматуру обчислюють на дію максимальних моментів M_1 , M_{1-2} , M_2 , для плит, які з усіх сторін оточені балками величини згинаючих моментів в прольотах та на опорах розраховують на дію моменту $0,8M_2$. Розрахунок ведуть в такій послідовності:

$$\alpha = M / (f_{cd} \cdot b \cdot h^2_0); \quad (14)$$

За α обчислюють

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha}, \quad \eta = 1 - 0,5\xi. \quad (15)$$

площа перерізу арматури

$$A_s = M / (\eta \cdot h_0 \cdot f_{yd}). \quad (16)$$

У формулах (14)...(16) M – значення розрахункового згинаючого моменту, A_s – площа перерізу робочої арматури h_0 – робоча висота перерізу, яку обчислюють за формулою

$$h_0 = h - a_s - d / 2, \quad (17)$$

де a_s – захисний шар бетону, який залежить від ступені агресивності внутрішнього середовища, приймають 1 см для неагресивного середовища, 2 см для слабо та середньо агресивного середовищ і 2,5 см для сильно агресивного.

Формули (14)...(16) справедливі за виконання умови

$$\xi \leq \xi_R, \quad (18)$$

де ξ_R – граничне значення відносної висоти стиснутої зони арматури зони бетону яке обчислюють за формулою

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{sc}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} \quad (19)$$

де $\omega = -0,008R_b$ для важкого бетону.

У формулі (19) $\sigma_{sc,u} = 500$ за $\gamma_{b2} < 1,0$; $\sigma_{sc,u} = 400$ за $\gamma_{b2} \geq 1,0$.

При невиконанні умови (18) необхідно збільшити товщину плити перекриття до виконання даної умови.

Мінімальна площа перерізу робочої арматури

$$A_{s,min} = 0,0005b \cdot h_0. \quad (20)$$

Для конструювання приймають більшу площу перерізу арматури, крок та діаметр призначають за табл. 4.

Таблиця 4. Площа поперечного перерізу арматури на 1 м ширини плити, см²

Крок стерж- нів, мм	Діаметр арматури, мм							
	3	4	5	6	8	10	12	14
100	0,71	1,26	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39
125	0,57	1,01	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31
150	0,47	0,84	1,31	1,84	3,35	5,23	7,54	10,26
200	0,35	0,63	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69
250	0,28	0,50	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16
300	0,23	0,42	0,65	0,94	1,68	2,61	3,77	5,13

6.2.4. Армування плити

Монолітні плити армують зварними сітками або окремими стержнями. Схеми армування плити наведені на рис. 4.

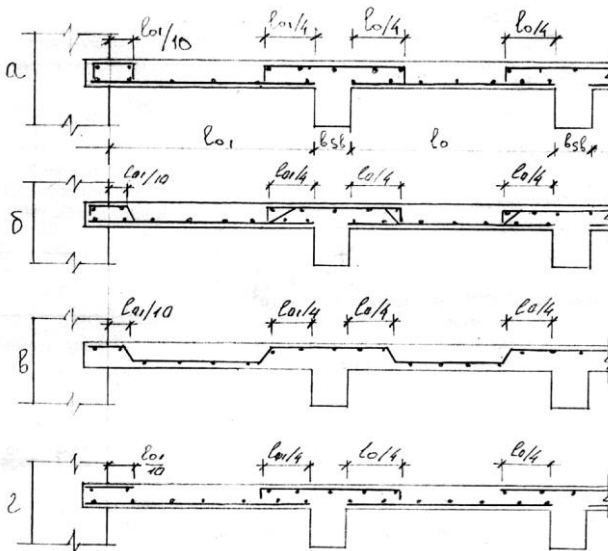


Рис. 4. Армування монолітних плит: а, б – окремими стержнями; в, г – зварними сітками

Більш раціональне армування – зварними сітками, при діаметрах робочої арматури до 8 мм використовують рулонні сітки, за більших діаметрах – плоскі.

Віддаль між осями робочої арматури приймають 100...200 мм, а віддаль між осями стержнів, які доводять до опори не більше 400 мм, причому площа перерізу цих стержнів має становити не менше 1/3 площі арматури в прольоті.

Розподільча арматура розміщується перпендикулярно робочій, площа перерізу її приймається не менше 10% від площі перерізу робочої, а крок приймають 300...400 мм.

Рекомендовані діаметр та крок розподільчої арматури наведені в таблиці 5.

Більш детально конструювання плит наведено в [3] стор. 305-310.

Таблиця 5. Діаметр та крок розподільчої арматури балочних плит, мм

Діаметр стержнів робочої арматури, м	Крок стержнів робочої арматури, мм				
	100	125	150	200	250
3,4	3/400	3/400	3/400	3/400	3/400
5	3/350	3/350	3/350	3/350	3/400
6	4/350	4/350	3/350	3/350	3/400
8	5/350	5/350	4/350	4/350	3/350
10	6/350	6/350	5/350	5/350	5/350
12	6/250	6/300	6/350	6/350	6/350
14	8/300	8/350	8/350	6/300	6/350

6.3. Розрахунок та конструювання другорядної балки

6.3.1. Статичний розрахунок балки

Балку розраховують як багатопролітну нерозрізну, завантажену рівномірно розподіленим навантаженням, яке включає постійне та тимчасове корисне навантаження:

погонне постійне навантаження

$$g_l = g \cdot l_s + g'_b, \quad (21)$$

де $g'_b = (h_{sb} - h_s) b_{sb} \cdot \rho_b (10) \gamma_f \cdot \gamma_n$ – вага 1 п/м балки;

погонне тимчасове

$$g_l = g \cdot l_s; \quad (22)$$

повне погонне навантаження на балку

$$q_b = g_l + g_l. \quad (23)$$

Крайніми опорами другорядних балок служать стіни, середніми – головні балки. При кількості прольотів більше п'яти для розрахунку приймають п'ятипролітну балку. Розрахункові прольоти балки обчислюють

згідно рис. 5 за формулами:

$$l_0 = l_{sb} - b_{mb}, l_{01} = l_{sb1} - \frac{b_{mb}}{2} - a + \frac{c}{2} \quad (24)$$

Статичний розрахунок елемента проводять з урахуванням перерозподілу зусиль внаслідок утворення пластичних шарнірів. Значення поперечних сил обчислюють за формулами:

на крайній (вільній) опорі

$$Q_1 = 0,4q_b \cdot l_{01}; \quad (25)$$

на першій проміжній опорі зліва

$$Q_{2л} = 0,6q_b \cdot l_{01}; \quad (26)$$

на першій проміжній опорі справа та інших середніх опорах

$$Q_{2п} = 0,5q_b \cdot l_0. \quad (27)$$

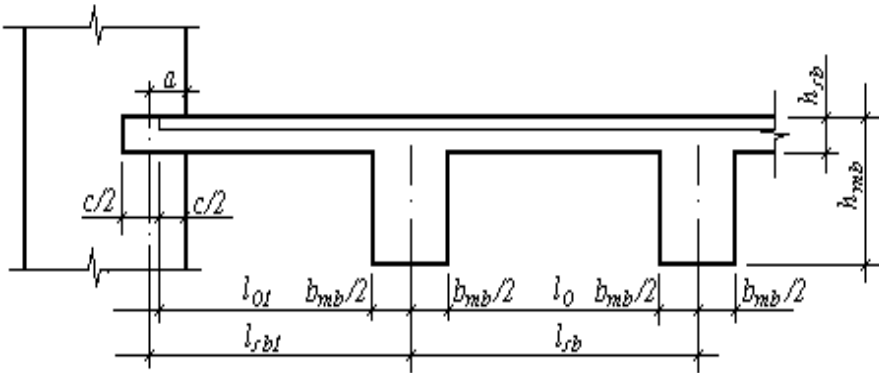


Рис. 5. До визначення розрахункових прольотів другорядної балки

Величини згинаючих моментів знаходимо за формулою

$$M_i = \beta_i \cdot q_b \cdot l_{oi}^2, \quad (28)$$

де β_i – табличні коефіцієнти, значення яких для визначення прольотних (додатних) моментів наведені на рис. 6., а для від’ємних моментів у табл. 6. в залежності від відношення g_1/g_1 .

За результатами розрахунку будують огинаючу епюру моментів (див. рис. 6).

Таблиця 6. Значення коефіцієнтів β для визначення згинаючих моментів в нерозрізних балках

P/g	Номери точок										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-0,0715	-0,01	+0,022	+0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625
1,0	-0,0715	-0,02	+0,016	+0,009	-0,014	-0,625	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	-0,0625
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	± 0	-0,020	-0,0625	-0,019	+0,004	+0,004	-0,019	-0,0625
2,0	-0,0715	-0,03	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625
3,0	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,01	-0,01	-0,028	-0,0625
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625
4,0	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,030	-0,015	-0,015	-0,030	-0,0625
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,020	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625
5,0	-0,0715	-0,040	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

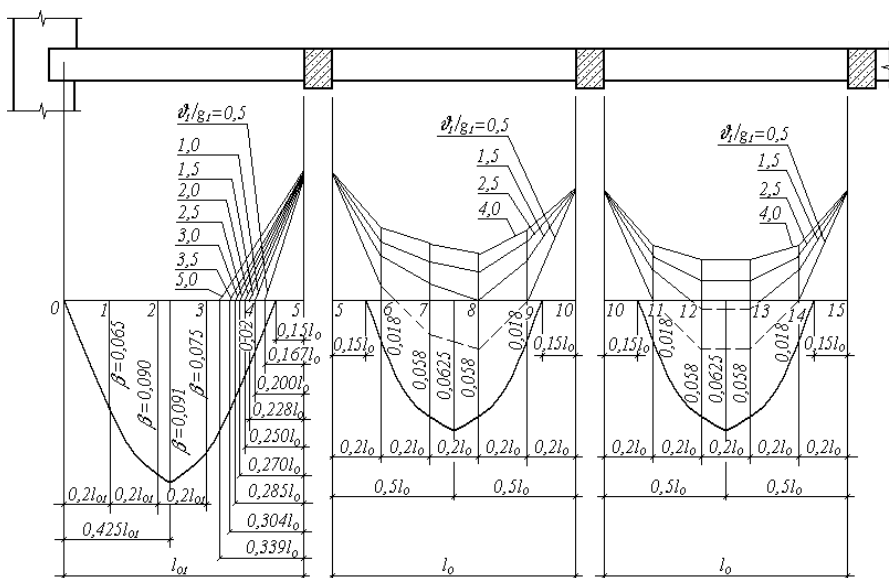


Рис. 6. Огинаюча епюра моментів другорядної балки

6.3.2. Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента

Розрахунок проводимо в чотирьох перерізах балки – перший та другий проліт, перша та друга опора.

Обчислюють мінімальну висоту балки за формулою

$$h_{sb, \min} = \sqrt{\frac{M_{on}}{\alpha_R f_{cd} b}} + \alpha \quad (29)$$

де α_R – граничне значення α , що відповідає значенню ξ_R (формула 19);

a – віддаль від краю бетону до центру ваги арматури (попередньо приймають 3...5 см).

Якщо попередньо призначена висота h_{sb} недостатня, то збільшують розміри поперечного перерізу балки.

Розрахунок міцності опорних перерізів проводять як прямокутних перерізів з шириною b_{sb} за формулами (14)...(16), прольотні перерізи розраховують як таврові, розрахункові перерізи балки наведені на рис. 7.

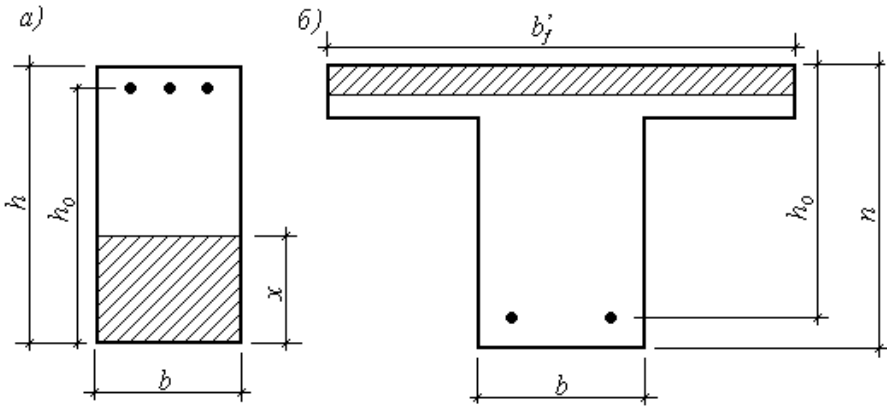


Рис. 7. Розрахункові поперечні перерізи балки:
а) на опорі; б) в прольоті

Розрахункова ширина стиснутої полиці приймається з умов

$$\begin{aligned} b_f' &\leq l_{sb} / 3 + b_{sb}, \\ b_f' &\leq l_s. \end{aligned} \quad (30)$$

Для визначення положення нейтральної лінії обчислюють значення M_{fu} моменту, який сприйме балка за $x = h_f'$.

$$M_{fu} = f_{cd} \cdot b_f' \cdot h_f' (h_0 - 0,5 h_f'). \quad (31)$$

За $M \leq M_{fu}$ – нейтральна лінія знаходиться в межах полиці тому розрахунок ведуть як прямокутного перерізу з шириною b_f' (формули (14)...(16)).

Якщо $M > M_{fu}$ – нейтральна лінія перетинає ребро ($x > h_f'$). Розрахунок ведуть у такій послідовності

$$\alpha = \frac{M - f_{cd} \cdot (b_f' - b) \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 h_f')}{f_{cd} b h_0^2} \quad (32)$$

За формулами (15), обчислюють ξ .

Площу перерізу арматури визначають за формулою

$$A_s = \frac{f_{cd} I \xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f I}{f_{yd}} \quad (33)$$

при цьому необхідне виконання умови (18).

6.3.3. Розрахунок міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі балки

Розрахунок ведуть на дію найбільшої поперечної сили Q_{max} , яка виникає в перерізах другорядної балки і заключається в визначенні діаметру та кроку поперечних стержнів (хомутів). При розрахунку міцності похилих перерізів другорядної балки доцільніше призначити діаметр та крок поперечної арматури за конструктивними вимогами та перевірити несучу здатність перерізів.

Діаметр поперечних стержнів при армуванні в'язаними каркасами призначають не менше 5 мм при $h_{sb} \leq 80$ см і не менше 8 мм при $h_{sb} > 80$ см, для зварних каркасів діаметр поперечних стержнів визначається з умов зварювання і приймається не менше 1/4 найбільшого діаметру поздовжньої робочої арматури. Крок хомутів на приопорних ділянках приймають в залежності від висоти балки: за $h_{sb} \leq 45$ см – крок $s_w \leq h_{sb} / 2$ та $s_w \leq 15$ см, за $h_{sb} > 45$ см – $s_w \leq h_{sb} / 3$ та $s_w \leq 50$ см. Приопорні ділянки балки при рівномірному навантаженні – 1/4 прольоту від опор. На решті балки крок приймають: $s_w \leq 3/4 h_{sb}$ та $s_w \leq 50$ см.

Перевіряють міцність перерізу за стиснутою похилою полосою з умови

$$Q_{max} \leq 0,3 \varphi_{b1} \varphi_{w1} f_{cd} \cdot b_{sb} \cdot h_0, \quad (34)$$

де $\varphi_{b1} = 1 - \beta f_{cd}$; $\beta = 0,01$ для важких бетонів;

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \frac{F_s}{E_c} \frac{n_w A_{sw}}{b_{sb} S_w} \leq 1,3$$

Якщо умова не виконується то необхідно збільшити розміри поперечного перерізу балки.

Обчислюють погонне зусилля в поперечних стержнях

$$q_{sw} = \frac{f_{sw} n_w A_{sw}}{S_w} \quad (35)$$

де n_w – кількість плоских каркасів або віток хомутів у в'язаних каркасах;

A_{sw} – площа поперечного перерізу одного стержня.

При цьому має виконуватися умова

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} \cdot f_{ct} \cdot b_{sb}}{2} \quad (36)$$

де $\varphi_{b3} = 0,6$ для важких бетонів.

Обчислюють проекцію похилого перерізу на вісь елемента

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} f_{ct} b_{sb} h_0^2}{q_1}} \quad (37)$$

де $q_1 = q_b$ за $q_b \leq 0,56q_{sw}$;

$q_1 = q_b + q_w$ за $q_b > 0,56q_{sw}$.

Поперечну силу, яку сприймає бетону знаходять за формулою

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot f_{ct} \cdot b_{sb} \cdot h_0^2}{c} \quad (38)$$

але не більше $2,5R_{bt} \cdot b_{sb} \cdot h_0$ та не менше $\varphi_{b3} \cdot f_{ct} \cdot b h_0$.

Визначають проекцію похилої тріщини на вісь елементу

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} f_{ct} \cdot b_{sb} h_0^2}{q_{sw}}} , \quad (39)$$

в розрахунку приймають $c_0 \leq 2h_0$ та $c_0 < c$, але не менше h_0 за $c > h_0$.

Перевіряють міцність перерізу за формулою

$$Q \leq Q_c + q_{sw} \cdot c_0 , \quad (40)$$

де $Q = Q_{max} - q_b \cdot c$ – величина поперечної сили в кінці похилого перерізу.

Якщо умова не виконується, збільшують діаметр або зменшують крок поперечних стержнів.

6.3.4. Побудова епюри матеріалів

Епюра матеріалів – це графічне зображення несучої здатності елемента, вона залежить від величини площі перерізу арматури A_s і повинна охоплювати огинаючу епюру моментів. За епюрою моментів встановлюють точки теоретичного та фактичного обриву стержнів. Несучу здатність балки обчислюють за формулою

$$M_i = \eta_i h_0 f_{yd} A_{si} \quad (41)$$

де, $\eta_i = 1 - 0,5\xi_i$, $\xi_i = \frac{f_{yd} A_{si}}{f_{cd} b_i \cdot h_0}$, b_i – розрахункова ширина перерізу.

При побудові епюри матеріалів необхідно враховувати, що в прольоті можна обірвати не більше половини площі перерізу робочої арматури, а також що в одному перерізі обривається не більше половини арматури. Стержні, які обривають згідно епюри матеріалів, необхідно завести за точку теоретичного обриву на довжину анкерівки, яка приймається не менше $20d$ і не менше довжини, визначеної за формулою

$$l_{on} \geq \frac{Q_i}{2q_{swi}} + 5d , \quad (42)$$

де Q_i – величина поперечної сили в точці теоретичного обриву;

$q_{swi} = \frac{f_{sw} n_w A_{sw}}{S_{wi}}$ - погонне зусилля в поперечних стержнях у зоні обриву;

d – діаметр стержня що обривають.

6.3.5. Розрахунок другорядної балки за другою групою граничних станів

Розрахунок за розкриттям тріщин

До елементів перекриття ставляться вимоги 3^ї категорії тріщиностійкості, а граничне значення ширини розкриття тріщин a_{crc1} і a_{crc2} встановлені в таблиці [1], для елементів, які працюють в агресивному середовищі – таблиця [2].

Повну ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента обчислюють за формулою

$$a_{crc1} = a'_{crc1} - a'_{crc2} + a_{crc2}, \quad (43)$$

де a'_{crc1} – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії усіх навантажень за $\gamma_f = 1$;

a'_{crc2} – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійних та тривалих навантажень за $\gamma_f = 1$;

a_{crc2} – ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійних та тривалих навантажень за $\gamma_f = 1$.

Ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента визначають за формулою

$$a_{crc} = \eta \varphi_e \delta \lambda \frac{\sigma_s}{E_s} d, \quad (44)$$

де η – коефіцієнт який враховує вид і клас арматури і приймається А 400С – 1,0; А 240С – 1,3; Вр-I – 1,2;

φ_e – коефіцієнт, який враховує тривалість дії навантажень і приймається рівним: короткочасна дія навантажень – 1; тривала дія для конструкцій природної вологості – 1,6 – 15μ;

δ , λ – коефіцієнти, які обчислюються за формулами 45, 47;

σ_s – напруга в розтягнутій арматурі в (МПа);

E_s – модуль пружності арматури (МПа);

d – діаметр арматури в мм.

$$\delta = \frac{1}{\varphi_d \left(\frac{E_l}{E_s} + 2\mu \right)} \quad (45)$$

φ_d – коефіцієнт, який враховує діаметр арматури і обчислюється за формулою

$$1,0 \leq \varphi_d = 1 + 0,175 \frac{d^2 - 1}{d - 0,5} \leq 1,6 \quad (46)$$

d – діаметр арматури в см;

μ – коефіцієнт армування, рівний відношенню площі перерізу арматури до площі бетону розтягнутої зони;

$$\lambda = 2 \left(1 - \frac{1}{e^w} \right) \leq 1,45 \quad (47)$$

де

$$w = \frac{1}{\delta} \left(5 + 0,6 \frac{\sigma_s}{f_{c,ser}} \right). \quad (48)$$

Висоту стиснутої зони x обчислюють за формулою

$$x = \varphi_{\varsigma} (\varphi_s + \varphi_f + \varphi_n) h_0, \quad (48^1)$$

де

$$\varphi_{\varsigma} = \beta \left[\sqrt{1 + \frac{2 \left(\varphi_n + \varphi_s \frac{a'}{h_0} + 0,5 \varphi_f \frac{h'_f}{h_0} \right)}{\beta (\varphi_s + \varphi_f + \varphi_n)^2}} - 1 \right] \quad (49)$$

$$\beta = \frac{E_s A_s}{E_c b h_0} \cdot \frac{\phi_b \varphi_{b2}}{\phi_s \varphi_{b1}}, \quad (50)$$

де φ_{b1} – коефіцієнт, який враховує короткоплинну повзучість бетону і приймається для важких дрібнозернистих і легких бетонів на щільних заповнювачах рівним 0,85; для поризованих і легких бетонів на пористих заповнювачах – 0,7;

φ_{b2} – коефіцієнт, який враховує тривалу повзучість бетону і приймається за табл. 7.

Таблиця 7. Значення коефіцієнту, який враховує тривалу повзучість бетону

Тривалість дії навантаження	Конструкції із важкого, легкого, поризованого, чарункового, дрібнозернистого (групи А) бетонів класу		
	$< B30$	$30 \leq B \leq 50$	$> B50$
1. Нетривала дія	1	1	1
2. Тривала дія за вологості оточуючого середовища, %			
$W < 40$	4,0	3,4	2,9
$40 < W \leq 60$	3,5	3,0	2,5
$60 < W \leq 80$	3,0	2,6	2,0
$80 < W \leq 100$	2,5	2,2	1,9

ϕ_b – коефіцієнт, який враховує нерівномірність розподілення деформацій бетону стиснутої зони; його приймають для бетонів класу В7,5, вище рівним 0,9, для інших бетонів – 0,7;

ϕ_s – коефіцієнт, який враховує роботу розтягнутого бетону на ділянках з тріщинами і знаходиться за формулою

$$\phi_s = 1,25 - \phi_{ls} \cdot \phi_m \leq 1,0, \quad (51)$$

$$\phi_m = \frac{f_{ct,ser} \cdot W_{pl}}{M_{ser}} \leq 1,0, \quad (52)$$

де W_{pl} – пружнопластичний момент опору перерізу елемента;

M_{ser} – згинаючий розрахунковий момент за $\gamma_f = 1$, від дії якого визначається ширина розкриття тріщин.

Вплив стиснутих полицок таврових елементів на висоту стиснутої зони враховується коефіцієнтом ϕ_f

$$\phi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{\beta b h_0}. \quad (53)$$

Вплив арматури стиснутої зони враховується коефіцієнтом ϕ_s , значення якого знаходимо за виразом

$$\phi_s = \frac{A'_s \phi_s}{A_s \phi_b}. \quad (54)$$

Коефіцієнт ϕ_n враховує вплив ексцентриситету дії поздовжньої сили і обчислюється за формулою

$$\varphi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y+2}{e_{s,lot}}} \quad (55)$$

для згинальних елементів $\varphi_n = 1$.

Плеche внутрішньої пари сил обчислюється за формулою

$$z = \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) \left[\frac{1 + \lambda_1 \frac{h_0 + 0,5h'_f}{h_0 - \frac{x}{3}}}{1 + \lambda_1} \right], \quad (56)$$

де

$$\lambda_1 = \frac{\left(2 - \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) \cdot h'_f}{bx}. \quad (57)$$

Для елементів прямокутного перерізу, або при знаходженнях $x \leq h'_f$ значення λ_1 у формулі 56 приймають рівним 0.

Напругу в розтягнутій арматурі обчислюють за формулою

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s z}. \quad (58)$$

При невиконанні умов $a_{crc1} \leq (a_{crc1})_u$, $a_{crc2} \leq (a_{crc2})_u$ – необхідно збільшити площу перерізу робочої арматури до виконання цих умов.

Розрахунок за деформаціями

Повний прогин елемента визначається за формулою

$$f = \left(\frac{1}{r} \right)_m \cdot \rho_m \cdot l^2 \leq f_u, \quad (59)$$

де $\left(\frac{1}{r} \right)_m$ – повна кривина елемента в перерізі з найбільшим згинаючим моментом;

ρ_m – коефіцієнт, який характеризує розрахункову схему елемента: приймається рівним 5/48 для вільно лежачої балки з рівномірним навантаженням; 1/12 для середніх прольотів другорядних балок;

l – розрахунковий проліт елементу.

Для елементів з тріщинами в розтягнутій зоні повну кривину визначають за формулою

$$\left(\frac{1}{r}\right)_m = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3, \quad (60)$$

де $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривина від нетривалої дії всього навантаження за $\gamma_f = 1$;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривина від нетривалої дії постійних і тривалих навантажень

за $\gamma_f = 1$; $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривина від тривалої дії постійних і тривалих навантажень.

Всі вказані кривини обчислюють за формулою

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{ser} \cdot \phi_s}{A_s E_s z(h_0 - x)}. \quad (61)$$

При невиконанні умови (59) необхідно збільшити площу перерізу.

6.4. Розрахунок та конструювання колони

В курсовій роботі передбачається розрахунок середньої колони першого поверху, яку розглядають як стиснутий елемент з випадковим ексцентриситетом.

6.4.1. Навантаження на колону

На колону будівлі діють постійні навантаження від власної маси конструкцій, а також тимчасові: корисні і вага снігового покриву.

Якщо навантаження від власної маси покриття прийняти таким же як і від перекриття, то поздовжню силу в колоні від повних розрахункових навантажень можна обчислити за формулою

$$N = [gn_f + V \cdot (n_f - 1) + S] \cdot A_f + (g_{mb} \cdot l_{mb} + g_{sb} \cdot l_{sb} \cdot n_b + b_{chc} \rho_b \gamma_f H_f) n_f, \quad (62)$$

де $A_f = l_{sb} \cdot l_{mb}$ – площа перекриття з якої передається навантаження на колону;

n_f , A_f – кількість поверхів та їх висоти;

g_{mb} , g_{sb} – вага 1 п/м головних та другорядних балок;

n_b – кількість другорядних балок на ділянці l_{bm} ;

l_c , h_c – розміри поперечного перерізу колони;

ρ_b – питома вага залізобетону (25 кН/м³);

$S = S_0 \mu \gamma_{fs}$ – навантаження від ваги снігу, в цій формулі S_0 – нормативна вага снігового покриву в районі будівництва;

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття (табл.5 [3]);

γ_{fs} – коефіцієнт надійності за сніговим навантаженням який рівний 1,4.

Поздовжня сила від дії постійних і тривалих навантажень становить

$$N_l = [gn_f + V_{nl}(n_f - 1) + S_l] \cdot A_f + (g_{mb} \cdot l_{mb} + g_{sb} \cdot l_{sb} \cdot n_b + b_c h_c \rho_b \gamma_f H_t) n_f, \quad (63)$$

де V_{nl} – тривала частина корисних навантажень, яка приймається для цивільних будівель за табл. 3 [2], або 0,35V – для промислових;

S_l – тривала частина снігового навантаження яка рівна: 0 – для I та II району; 0,3S – для III; 0,5S – для IV; 0,6S – для V та VI снігового району.

6.4.2. Розрахунок міцності перерізу колони

Геометрична довжина колони першого поверху становить $l = H_f + a$ (м), $a = 0,05$ м, розрахункова – $l_0 = \mu l$, де $\mu = 0,7$ для монолітного каркасу і $\mu = 1$ для збірного.

Розрахунок елементів на дію поздовжньої сили, яка прикладена з ексцентриситетом, що не перевищує випадкового, при відношенні $l_0 / b_c \leq 20$ допускається вести за формулою

$$N \leq \varphi (f_{cd} A + f_{sc} A_{s,tot}), \quad (64)$$

де φ – коефіцієнт, який знаходиться за формулою

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s \leq \varphi_{sb}, \quad (65)$$

тут φ_b , φ_{sb} – коефіцієнти, які приймають за таблицею 8;

$$\alpha_s = \frac{f_{sc} A_{s,tot}}{f_{cd} A}. \quad (66)$$

У формулах (64), (66) – A – площа перерізу бетону.

Таблиця 8. Значення коефіцієнтів φ_b та φ_{sb} для обчислення несучої здатності стиснутих елементів

Вид бетону	N_1/N	Гнучкість елементів l_0/h							
		6	8	10	12	14	16	18	20
		1. Коефіцієнт φ_n							
Важкий	0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
	0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72
	1,0	0,92	0,91	0,90	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61
Легкий	0	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,82	0,77	0,72
	0,5	0,92	0,90	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64	0,55
	1,0	0,91	0,90	0,86	0,80	0,71	0,62	0,54	0,45
		2. Коефіцієнт φ_{in} , коли $a = a' < 0,15h$ за відсутності проміжних стержнів або за площі перерізу цих стержнів менше $A_{s,tot} / 3$							
Важкий	0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
	0,5	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,83	0,79
	1,0	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,79	0,64
Легкий	0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,85	0,82	0,77
	0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,83	0,77	0,71
	1,0	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,80	0,74	0,67
		3. Коефіцієнт φ_{sb} , коли $0,25h > a = a' \geq 0,15h$ або за площі перерізу проміжних стержнів більшою або рівною $A_{s,tot}/3$ незалежно від d							
Важкий	0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
	0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
	1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,77	0,70	0,63
Легкий	0	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,76	0,69
	0,5	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,73	0,65	0,57
	1,0	0,91	0,90	0,88	0,84	0,76	0,68	0,60	0,52

Площа перерізу поздовжньої арматури колони має бути не менше $\mu_{\min} b_c h_0$ і не перевищувати $0,03 b_c h_0$.

Мінімальний коефіцієнт армування μ_{\min} приймається за гнучкості елементу $l_0/i < 17 - 0,0005$; $17 \leq l_0/i \leq 35 - 0,001$; $35 < l_0 \leq 83 - 0,002$; $l_0/i > 83 - 0,0025$.

Діаметр робочої арматури приймають не менше 12 мм при мінімальній кількості стержнів чотири.

Діаметр поперечної арматури в зварних каркасах призначають з умов

зварювання з поздовжніми стержнями, крок поперечних стержнів не повинен перевищувати 20 діаметрів робочої арматури, а в місцях стикування поздовжніх стержнів – не більше 10 діаметрів.

6.5. Розрахунок центрально навантаженого фундаменту під колону

В курсовій роботі передбачено проектування стовпчастого монолітного фундаменту під середню колону, навантаження на яку визначено в попередньому розділі. Основною метою розрахунку є розрахунок тіла фундаменту, як залізобетонної конструкції, а не ґрунту основи.

Глибина закладання фундаменту d_f залежить від геологічних умов, глибини промерзання ґрунту і конструктивних особливостей будівлі. При відсутності інших вимог і даних, глибину закладання приймають нижче промерзання ґрунту на $0,2 \div 0,3$ м. Основною характеристикою ґрунту основи є розрахунковий тиск f_0 , який в проекті приймається згідно завдання.

6.5.1. Визначення розмірів підшови фундаменту

Площу підшови фундаменту визначають за формулою

$$A_f = \frac{N_n}{f_0 - \gamma_m d_f}, \quad (67)$$

де N_n – величина поздовжньої сили на рівні обрізу фундаменту за $\gamma_f = 1$;

γ_m – середня питома вага бетону фундаменту та ґрунту на його уступах і рівним 20 кН/м^3 ;

d_f – глибина закладання фундаменту.

Сторону підшови квадратного в плані фундаменту знаходимо за формулою

$$b_f \leq \sqrt{A_f} \quad (68)$$

Отримане значення розміру сторони підшови приймаємо кратним 100 мм.

6.5.2. Визначення висоти фундаменту

Висота монолітного фундаменту під колони призначається з умов надійного анкетування поздовжньої арматури колони та з умови міцності на продавлювання.

Для забезпечення цих умов, робоча висота фундаменту має бути не менша

$$h_0 \geq 20d, h_0 \geq -0,5h_c + 0,5\sqrt{N/(f_{ct} + P)}, \quad (69)$$

де d – діаметр робочої арматури колони;

h_c – розмір сторони квадратної колони;

f_{ct} – розрахунковий опір бетону осьовому розтягу;

N – поздовжня сила на рівні обрізу фундаменту за $\gamma_f \succ 1$;

p – середній тиск під подошвою фундаменту від сили N ($p = N/b_f^2$).

Повна висота фундаменту має бути не меншою

$$h_f = h_0 + a,$$

де h_0 – більше значення робочої висоти за формулами (69);

a – віддаль від центру ваги арматури до низу фундаменту.

Захисний шар бетону в монолітних фундаментах призначають 70 мм, а при влаштуванні бетонної підготовки товщиною 100 мм – 35 мм.

Висоту фундаменту призначають кратною 100 мм і при необхідності його проектують ступінчастим. При висоті фундаменту до 400 мм включно призначають одну сходинку, при $500 \leq h_f \leq 800$ мм – дві, при $h_f \geq 900$ мм – три. При значній глибині закладання фундамент проектують з підколінником, який має переріз на 50 мм більший за переріз колони у кожную сторону, верх підколінника виводять на позначку – 0,05м.

Для стикування робочої арматури колони, з фундаменту передбачають випуски арматури на довжину $20d$.

6.5.3. Розрахунок арматури подошви фундаменту

Подошва фундаменту працює на згинання від реактивного тиску ґрунту під подошвою, а колона грає роль опори.

Розрахунок площі перерізу арматури проводять в місцях зміни висоти подошви (в місцях уступів) і кількість розрахункових перерізів рівна кількості уступів.

Значення розрахункових згинальних моментів обчислюють за формулою

$$M = pb_f b^2/2, \quad (70)$$

де p – тиск під подошвою фундаменту, дивись пояснення до формули 69;

b – ширина уступу від краю фундаменту до перерізу.

Площа перерізу робочої арматури обчислюється за формулою

$$A_s = \frac{M}{0,9h_0f_{yd}}, \quad (71)$$

де h_0 – робоча висота перерізу.

Для армування підшви приймають найбільше значення площі арматури, при цьому крок стержнів приймають, як правило, 200 мм, діаметр не менше 10 мм, а якщо розмір підшви більше 3 м, то діаметр приймають не менше 12 мм. Робоча арматура приймається в обох напрямках підшви.

Рекомендовані джерела

1. Залізобетонні конструкції: Підручник / За ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища школа, 1995 – 591 с.
2. Залізобетонні конструкції: Підручник/За ред., П.Ф. Вахненко. – К.: Вища школа, 1999 – 508 с.
3. Стасюк М.І. Залізобетонні конструкції: Навч. посібник. – К.: ІЗМН 1997. – 272с.
4. Байков В.Н., Сигалов З.Е. Железобетонные конструкции общий курс: 5-е издание. – М., Стройиздат, 1991. – 767 с.
5. Гольшев А.Б. и др. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие. – 2-е изд. – К.: Будівельник, 1990. – 544 с.
6. Бондаренко В.М., Судницын А.И. Расчет строительных конструкции. Железобетонные и каменные конструкции: Учебн. пособие. – М.: Высшая школа, 1984. – 176с.
7. Бондаренко В.М., Судницын А.И., Назаренко В.Л. Расчет железобетонных и каменных конструкций: Учебн. пособие. – М.: Высшая школа, 1988 – 304 с.
8. Вахненко П.Ф. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Навч. посібник – К.-ІСДО, 1993 – 260 с.
9. Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование/ Под ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища школа, 1987. – 416 с.
10. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий: Справочник проектировщика/ Под ред. П.Ф. Вахненко. – К.: Будівельник, 1987 – 424 с.
11. Каменные и армокаменные конструкции: Примеры расчета / Под ред. Л.П. Полякова. – Киев.: Вища школа, 1980. – 144 с.
12. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП. 1989. – 80 с.
13. ДБН Д.2.2-13-99. Сборник 13. Защита строительных конструкций и оборудования от коррозии / Госстрой Украины – К.: НПО "Созидатель", 2000 – 48 с.
14. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
15. ДБН Д.2.4-7-2000. Полы / Госстрой Украины. – К.: Научно-производственной фирмой «Инпроект», 2000. – 16 с.
16. ДБН Д.2.4-8-2000. Крыши, кровли / Госстрой Украины. – К.: Научно-производственной фирмой «Инпроект», 2000. – 31 с.
17. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций/ к СНиП П-22-84/. – М.:ЦИТП, 1989. – 152 с.
18. ГОСТ 21.503-80. Конструкции бетонные и железобетонные. Рабочие чертежи / Госстрой СССР: Из-во стандартов, 1981 – 18 с.
19. Бабич В.І., Огородник В.І., Романюк В.В. Таблиці для проектування будівельних конструкцій. Довідник. – Рівне, 1999. – 506 с.
20. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
21. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010.– 166 с.